

## CAPITOLO 17

### TIPOLOGIA E CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI PROFONDE

#### 17.1 Definizione, impiego e classificazione delle fondazioni profonde

Terzaghi definisce profonda una fondazione per la quale il rapporto tra la profondità della base d'appoggio,  $D$ , e la larghezza,  $B$ , è maggiore di 10.

Per le fondazioni profonde non è trascurabile, ed anzi è spesso prevalente, il contributo alla capacità portante delle tensioni tangenziali d'attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione.

Le più comuni fondazioni profonde sono i *pali di fondazione*. Nel seguito ci riferiremo esclusivamente ad essi.

Le fondazioni profonde sono di norma più costose delle fondazioni superficiali, per cui si ricorre ad esse quando la soluzione con fondazioni superficiali non è in grado di soddisfare le esigenze del problema geotecnico. In particolare le fondazioni profonde sono impiegate per (Figura 17.1):

- a) trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti,
- b) trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto,
- c) resistere ad azioni di trazione,
- d) resistere ad azioni orizzontali,
- e) resistere in gruppo a carichi inclinati,
- f) assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali,
- g) trasferire il carico al di sotto di un futuro piano di scavo,
- h) attraversare strati di terreno rigonfiante.

I pali di fondazione possono essere classificati in base a differenti criteri:

#### Rispetto alle dimensioni

- piccolo diametro o micropali ( $d \leq 25$  cm),
- medio diametro ( $30 \leq d \leq 60$  cm),
- grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

#### Rispetto al materiale costituente

- calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera, normale, centrifugato, vibrato, precompresso),
- acciaio,
- legno<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> I pali in legno non sono quasi più utilizzati in Italia, ma lo sono in alcuni Paesi del nord Europa e soprattutto sono presenti in tutte le costruzioni del passato fondate su pali (ad es. i ponti e quasi tutti i palazzi di Venezia, etc.). Nei lavori di consolidamento e restauro statico di antichi edifici è frequente dover intervenire su fondazioni profonde costituite da pali in legno. I pali in legno, se non adeguatamente trattati e protetti, possono deteriorarsi se soggetti a periodiche immersioni ed emersioni dalla falda.

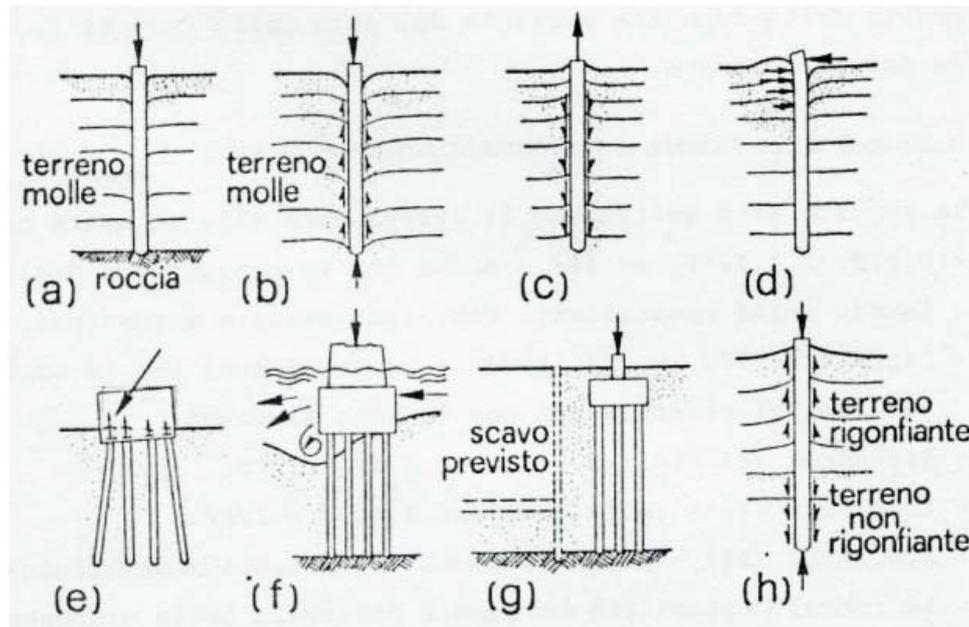


Figura 17.1 – Situazioni in cui è opportuno utilizzare una fondazione su pali

#### Rispetto al procedimento costruttivo

- infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera),
- trivellati (con asportazione di terreno),
- trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).

Quest'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo, del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno.

A titolo di esempio l'infissione di un palo senza asportazione di terreno in sabbia sciolta produce un addensamento, ovvero una riduzione dell'indice dei vuoti, del terreno circostante che si manifesta con la formazione di un cratere nell'intorno della testa del palo (Figura 17.2). Per effetto dell'addensamento la resistenza al taglio aumenta. Al contrario l'infissione di un palo senza asportazione di terreno in argilla satura avviene in condizioni non drenate a volume costante, con la formazione di un rigonfiamento nell'intorno della testa del palo (Figura 17.3). La pressione interstiziale nell'intorno del palo ha un forte incremento, con conseguente caduta di resistenza al taglio (la qual cosa facilita l'infissione), solo in parte recuperata nel tempo.

Anche la realizzazione di pali previa asportazione di terreno crea disturbo nel terreno circostante, alterandone lo stato di tensione, ma in misura assai minore rispetto ai pali battuti.

I pali trivellati con elica continua, con parziale asportazione di terreno, producono nel terreno effetti intermedi rispetto ai casi precedenti.

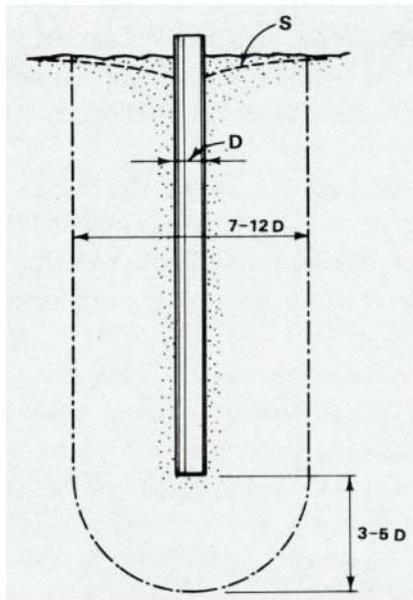


Figura 17.2 – Infissione di un palo senza asportazione di terreno in sabbia sciolta

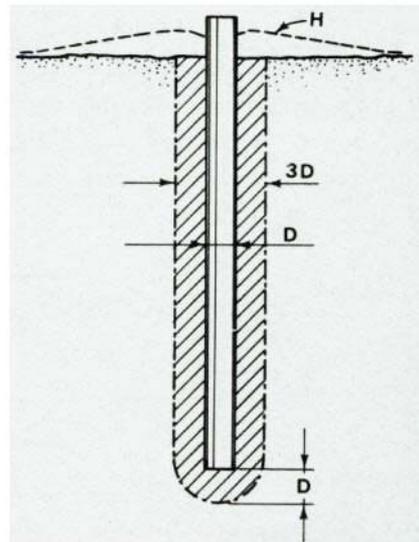


Figura 17.3 – Infissione di un palo senza asportazione di terreno in argilla saturata

In Tabella 17.1 sono riportati per confronto i vantaggi e i limiti dei pali battuti (messi in opera senza asportazione di terreno) e dei pali trivellati (messi in opera previa asportazione del terreno).

## 17.2 Tipologie e tecniche di realizzazione dei pali di fondazione

Nell'ambito di ciascuna classe di pali esistono differenti tipologie e tecniche di realizzazione. In Tabella 17.2 sono riassunte le tipologie e le tecniche di realizzazione dei pali infissi senza asportazione di terreno. In Figura 17.4 sono rappresentati i più diffusi pali battuti prefabbricati. In Figura 17.5 viene descritta la tecnica di realizzazione del palo Franki, che è un palo infisso e gettato in opera.

I pali messi in opera previa asportazione del terreno si differenziano per la tecnica di scavo (Tabella 17.3), per le modalità di sostegno delle pareti e del fondo scavo, e per il sistema di getto del calcestruzzo.

La realizzazione di pali trivellati di medio e grande diametro in terreni coesivi consistenti e in assenza di falda può essere eseguita senza sostegno delle pareti del foro, ma nella maggior parte dei terreni le pareti del foro, ovvero della cavità in cui sarà inserito il palo, devono essere sostenute per evitarne il collasso o un eccessivo restringimento. Il sostegno può essere ottenuto con tubo forma metallico, temporaneo o definitivo, da mettere in opera a percussione, con morsa oscillante o con vibratore, e/o con fanghi bentonitici. I fanghi bentonitici sono una miscela di acqua e bentonite. La bentonite è un'argilla molto plastica del gruppo montmorillonitico. Il fango bentonitico ha un peso di volume superiore a quello dell'acqua e crea un sottile velo impermeabile sulla parete della cavità. Inoltre i fanghi bentonitici hanno proprietà tixotropiche, ovvero sono fluidi, se in movimento, e semisoli-

di, se fermi. Tale proprietà viene talvolta sfruttata per trasportare il materiale di scavo in superficie; infatti se la lavorazione viene interrotta il terreno in risalita rimane in sospensione e non precipita sul fondo scavo. Poiché il rivestimento metallico sostiene le pareti ma non il fondo dello scavo, talvolta si utilizzano in abbinamento sia il rivestimento metallico che i fanghi bentonitici.

Tabella 17.1: Confronto tra pali battuti e pali trivellati

<i>PALI</i>	<i>BATTUTI</i>	<i>TRIVELLATI</i>
Terreni attraversabili	notevoli limitazioni in presenza di terreni compatti, strati lapidei, trovanti	possono attraversare qualsiasi terreno (con opportuno sistema di perforazione)
Modifiche che la messa in opera del palo provoca nel terreno circostante	<ul style="list-style-type: none"> <li>- in terreni incoerenti producono un addensamento con conseguente miglioramento delle proprietà meccaniche</li> <li>- in terreni coesivi producono rimaneggiamento e diminuzione della resistenza al taglio</li> </ul>	decompressione del terreno e peggioramento delle sue caratteristiche meccaniche. In terreni coesivi tale effetto può essere ridotto
Dimensioni	$D_{\max} \cong 60 \text{ cm}$ $L_{\max} \cong 20 \text{ m}$ per pali prefabbricati è necessario prefissare la lunghezza	nessuna limitazione
Inclinazione massima possibile	fino a 15°-20°	generalmente impossibile salvo che per pali di piccolo diametro
Qualità del calcestruzzo	ottima	da controllare, può essere molto scadente
Attrezzature	ingombranti e costose	per pali di grande diametro ingombranti e costose
Impatto	vibrazioni e scosse durante la messa in opera	molto minore che per i pali battuti

Il rivestimento metallico per il sostegno delle pareti del foro presenta i seguenti vantaggi:

- protegge le pareti dello scavo contro il collasso durante la perforazione,
- se definitivo, protegge il calcestruzzo fresco contro strizioni e dilavamenti,
- è adatto per ghiaie con poca sabbia e terreni coesivi molto teneri o in corso di consolidazione

di contro:

- se provvisorio, durante l'estrazione nella fase di getto, può creare discontinuità nel palo,
- l'installazione e l'estrazione rimaneggiano il terreno lungo il fusto (ciò è particolarmente importante nei terreni coesivi compatti),
- è possibile la decompressione del terreno sotto la base del palo (molto importante nel caso di terreni sabbiosi sotto falda),
- non è adatto per terreni argillosi compatti e sabbie sotto falda.

Tabella 17.2 - Tipologie e tecniche di realizzazione dei pali infissi

MATERIALE	TECNOLOGIA		INFISSIONE
legno			per battitura
acciaio	profilati di varie forme eventualmente saldati fra loro; elementi tubolari		per battitura o per vibrazione o a pressione
calcestruzzo	prefabbricati (sempre con armatura)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- in cantiere, di c.a. normale o di c.a.p.</li> <li>- in stabilimento, di c.a. centrifugato</li> </ul>	per battitura, con eventuale parziale ausilio di getto d'acqua
	costruiti in opera (con o senza armatura)	- con tubo forma metallico recuperabile	per battitura, per vibrazione
		- con tubo forma metallico a perdere	per battitura
		- con elementi tubolari in c.a. a perdere	per battitura, a pressione

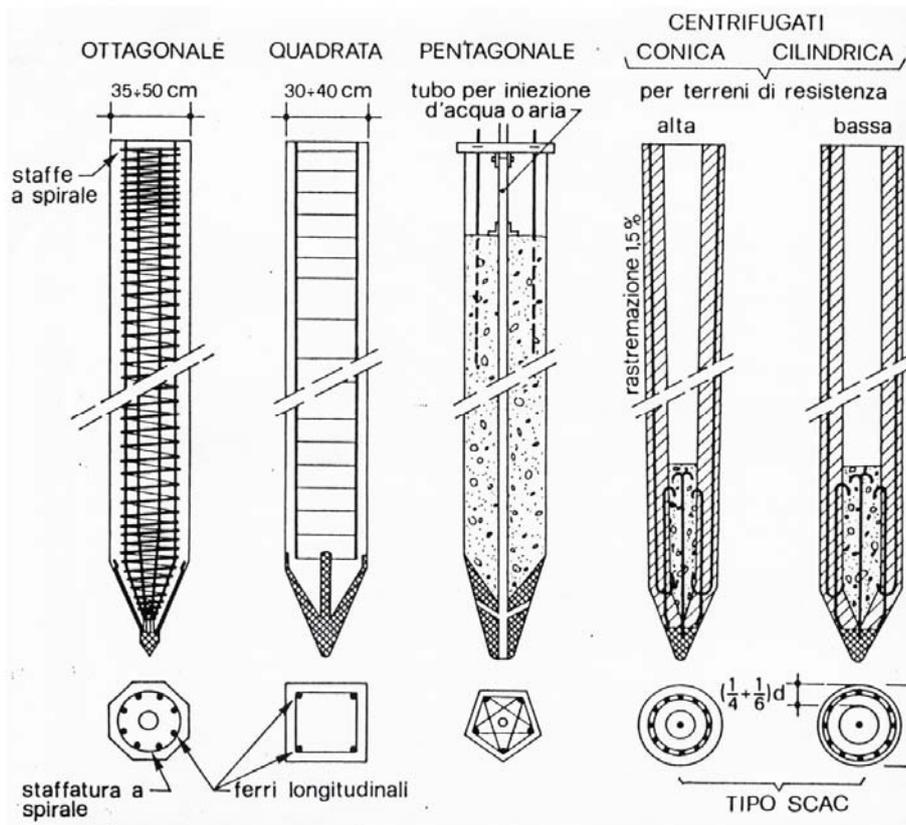


Figura 17.4 - Tipi di pali battuti prefabbricati

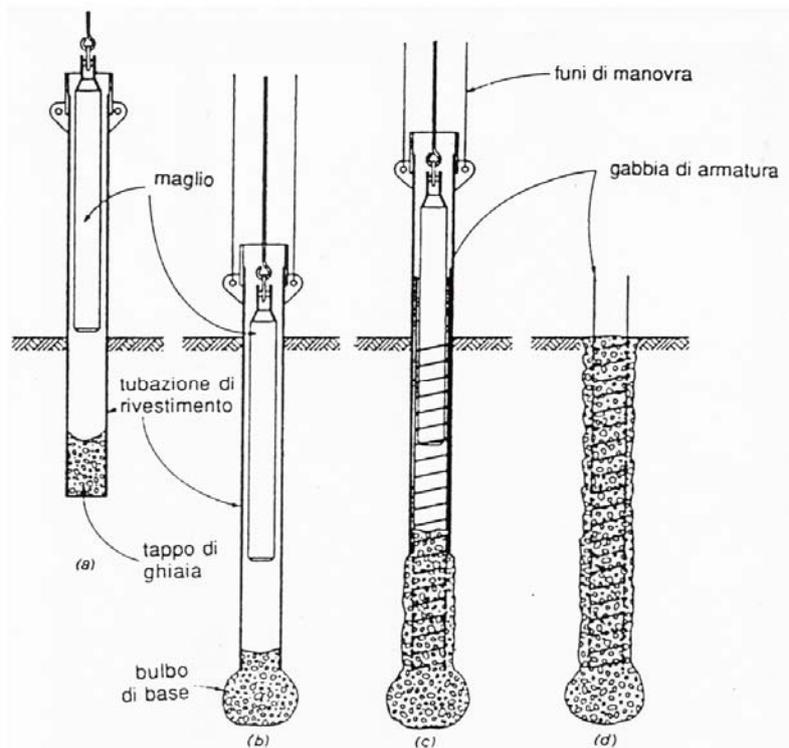


Figura 17.5 - Tecnica di realizzazione del palo Franki: a) infissione del tubo; b) formazione del bulbo; c) formazione del fusto; d) palo ultimato.

In Figura 17.6 sono rappresentate le diverse fasi esecutive di un palo trivellato con uso di fanghi bentonitici per il sostegno del foro.

Nei lavori di sottofondazione di edifici e strutture esistenti, quando vi è la necessità di operare con attrezzature di ingombro e peso molto ridotti, o quando si debbano realizzare pali con forte inclinazione sulla verticale, si ricorre a pali trivellati di piccolo diametro (micropali).

Esistono vari tipi di micropali, ma attualmente il più utilizzato è il micropalo Tubfix. L'esecuzione del micropalo Tubfix prevede l'introduzione di un'armatura tubolare d'acciaio di forte spessore in un foro eseguito per trivellazione, spesso con circolazione di fango bentonitici. Il tubo d'acciaio ha una serie di valvole di non ritorno disposte a interasse di 30-50 cm nel tratto terminale, in corrispondenza degli strati di terreno cui si intende trasferire il carico. In una prima fase, dalla valvola più profonda, viene iniettata una malta cementizia che, risalendo dal basso verso l'alto, occupa l'intercapedine tra la parete del foro e il tubo di armatura. In una seconda fase, è iniettata malta ad alta pressione attraverso ciascuna valvola, una per volta, dal basso verso l'alto. Ciò produce la rottura della guaina e la formazione di sbulbature di diametro tanto maggiore quanto più tenero è il terreno circostante. Per tale motivo la capacità portante del sistema palo-terreno dipende assai più dalle caratteristiche del micropalo che non da quelle del terreno (Tabella 17.4).

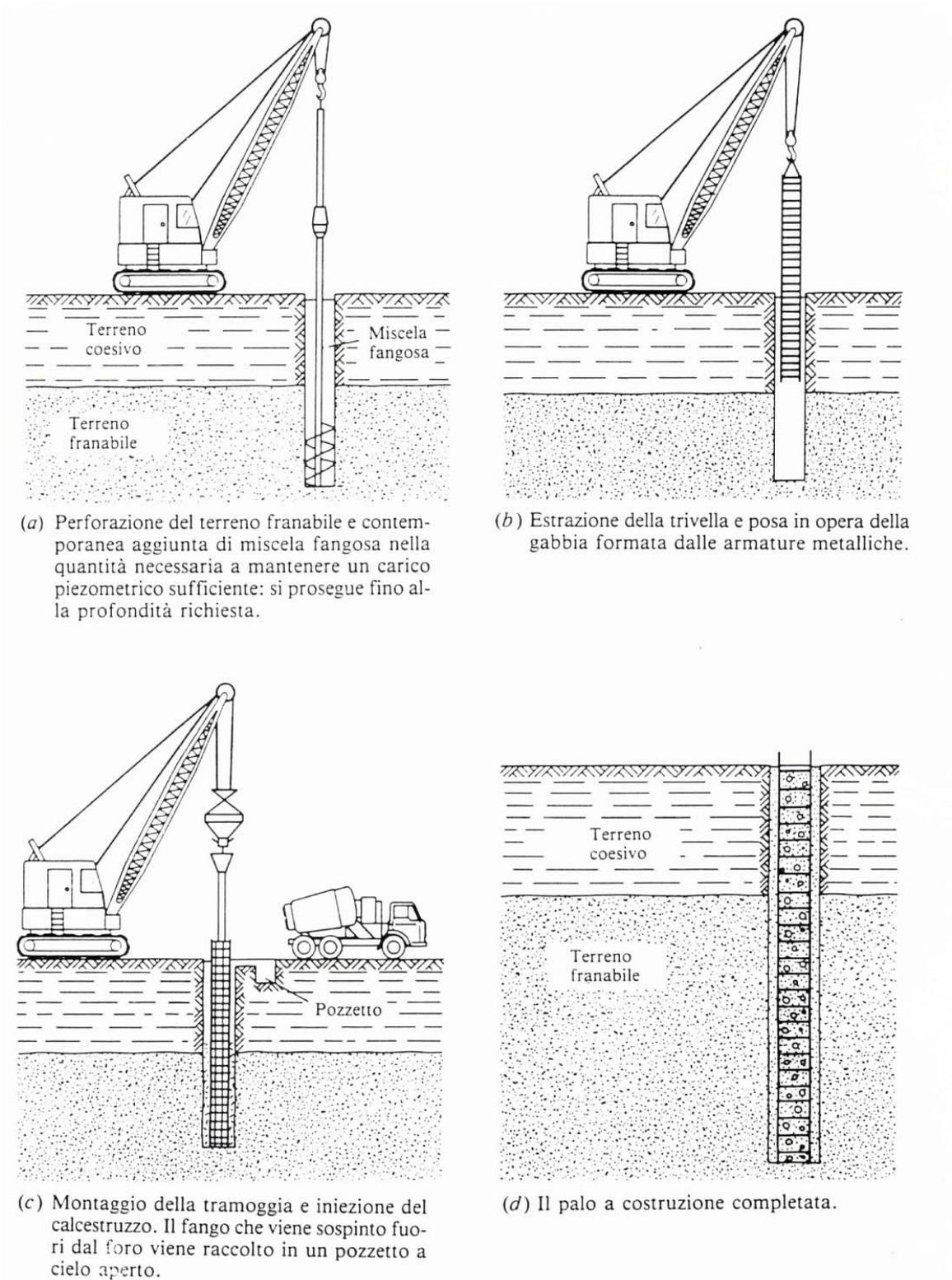


Figura 17.6 - Fasi di realizzazione di un palo trivellato con uso di fanghi bentonitici per il sostegno del foro

Tabella 17.3 - Tecniche di scavo dei pali di fondazione

<b>SISTEMA DI PERFORAZIONE</b>		<b>DIAMETRO DEL FORO</b>	<b>TIPO DI TERRENO</b>
A percussione (in genere con rivestimento metallico del foro)	Con sonda a valvola (curetta) e foro rivestito con tubazione metallica.	$\leq 60$ cm	Tutti, esclusa la roccia lapidea in banchi. Impiego di scalpello per attraversare sottili stratificazioni lapidee o trovanti. Sconsigliabile per sabbie in falda.
	Con benna a ganasce e foro rivestito con tubazione metallica, o scoperto ma pieno di fango.	$\geq 40$ cm	Come sopra, ma con maggiori possibilità di superare strati lapidei e trovanti senza ricorrere allo scalpello.
	Con scalpello e circolazione diretta di fango.	$\leq 50$ cm	Tutti, anche in falda, purché non eccessivamente permeabili. Esclusa solo la roccia lapidea in banchi.
A rotazione (in genere senza rivestimento metallico del foro)	Con trivella a spirale (auger) o secchione (bucket) e foro scoperto	qualsiasi	Sabbio-limoso, in assenza di falda, ovvero limoso e argilloso, anche in falda, purché esente da trovanti
	Con carotiere aperto e foro scoperto.	qualsiasi	Come sopra, anche con trovanti; in più, roccia lapidea
	Con secchione (bucket) e foro scoperto ma pieno di fango.	qualsiasi	Tutti, anche in falda, esclusa solo la roccia lapidea in banchi o trovanti.
	Con carotiere aperto e foro scoperto ma pieno di fango.	qualsiasi	Limosi e argillosi, anche con trovanti e in falda.
	A distruzione di nucleo e circolazione diretta di fango.	$\leq 50$ cm	Tutti, anche in falda, purché non eccessivamente permeabili.
	A distruzione di nucleo e circolazione inversa di fango	$\geq 50$ cm	Come sopra.
	Con carotiere aperto e contemporaneo rivestimento metallico del foro	$\leq 25$ cm	Tutti, anche in falda.

Tabella 17.4 - Carichi ammissibili per micropali Tubfix

Diametro del foro (mm)	Diametro del tubo di armatura (mm)		Carico massimo ammissibile (kN)	
	esterno	interno	a trazione	a compressione
85	48,3	39,3	70	175
	51,0	35,0	135	235
100	60,3	44,3	165	300
	60,3	35,3	210	370
120	76,1	60,1	235	410
	76,1	51,1	280	510
145	82,5	66,5	255	520
	82,5	57,5	330	630
175	88,9	72,9	280	675
	88,9	63,9	360	795
200	101,6	85,6	320	845
	101,6	76,6	460	985

### 17.3 Capacità portante per carico verticale di un palo isolato

Per stimare la capacità portante per carico verticale di un palo di fondazione isolato si fa riferimento allo schema di Figura 17.7. Il palo è un corpo cilindrico che oppone resistenza alla penetrazione nel terreno mediante tensioni tangenziali di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale e tensioni di compressione alla base. Le tensioni tangenziali si sviluppano per uno scorrimento relativo tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante, in parte dovuto alla traslazione rigida e in parte alla compressione assiale del palo. Le tensioni di compressione alla base si sviluppano per un cedimento della base.

Immaginiamo di applicare un carico verticale progressivamente crescente alla sommità del palo. Inizialmente, ovvero se il carico è piccolo, l'equilibrio è garantito solo da tensioni tangenziali nella parte superiore del palo. Poi, al crescere dell'intensità della forza, la deformazione del palo si propaga verso il basso e iniziano i cedimenti della base del palo. Oltre un certo valore del carico gli scorrimenti relativi tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante sono tali da avere prodotto la completa mobilitazione delle tensioni tangenziali d'interfaccia, mentre vi è ancora un margine di crescita delle tensioni di compressione alla base.

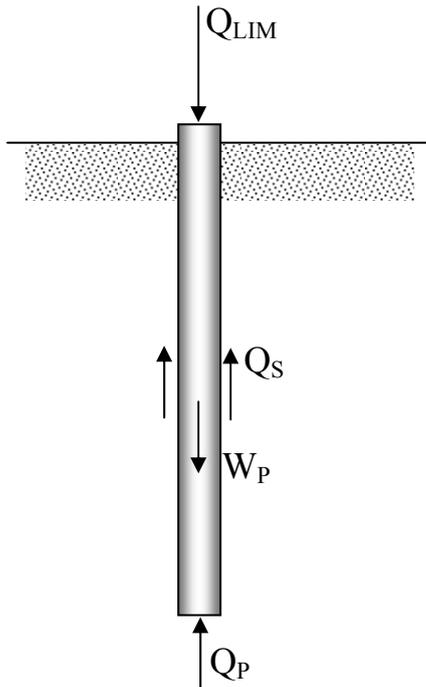


Figura 17.7 - Schema per il calcolo della capacità portante di un palo isolato

Se indichiamo con  $Q_S$  la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza laterale e con  $Q_P$  la risultante delle tensioni di compressione alla base, quanto sopra detto comporta che, il carico applicato sulla sommità del palo è inizialmente equilibrato solo da  $Q_S$ . All'aumentare del carico applicato,  $Q_S$  cresce e si sposta verso il basso, poiché vengono interessati anche i livelli di terreno più profondi. Comincia a traslare anche la base e quindi nascono tensioni di compressione alla base, ovvero  $Q_P$ . Poi  $Q_S$  non cresce più (e semmai decresce), ma aumenta  $Q_P$ , fino alle condizioni di equilibrio ultime.

La forza  $Q_S$  è la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza, le quali dipendono dall'interazione tra la superficie laterale del palo e un determinato spessore di terreno deformato. La forza  $Q_P$  invece è la risultante delle tensioni di compressione alla base del palo, le quali dipendono da un volume di terreno deformato, che si estende al di sopra e al di sotto della base del palo e le cui dimensioni sono funzione del diametro del palo.

In pratica la completa mobilitazione della resistenza laterale ( $Q_S$ ) si ha per spostamenti del palo di 6-10 mm indipendentemente dal diametro, mentre la completa mobilitazione della resistenza di punta ( $Q_P$ ) si ha per spostamenti pari a circa l'8% del diametro per pali infissi e pari a circa il 25% del diametro per pali trivellati.

La capacità portante per carico verticale di un palo isolato può essere valutata:

- con formule statiche,
- con formule dinamiche,
- dai risultati di prove penetrometriche statiche e dinamiche,
- dai risultati di prove di carico.

#### 17.4 Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato mediante formule statiche

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato  $Q_{LIM}$  mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale  $Q_S$  e di quella di punta  $Q_P$ :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P \quad (\text{Eq. 17.1})$$

essendo  $W_P$  il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;

- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale  $Q_s$  e di capacità portante di punta  $Q_p$  non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

Nell'esposizione si farà riferimento per semplicità ad un terreno di fondazione omogeneo. In realtà un palo di fondazione attraversa spesso strati di diversa natura, o comunque con proprietà geotecniche variabili con la profondità, per cui la capacità portante dovrà essere valutata per sommatoria dei contributi dei differenti strati.

#### 17.4.1 Palo in terreno coesivo saturo

##### Stima di $Q_s$

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro  $D$  e lunghezza  $L$  è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz \quad (\text{Eq. 17.2})$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante,  $\tau_s$ , sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

I metodi attualmente più utilizzati sono due, il *metodo  $\alpha$*  e il *metodo  $\beta$* . È buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto il minore dei due valori stimati.

##### **a) Metodo $\alpha$**

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u \quad (\text{Eq. 17.3})$$

in cui  $\alpha$  è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

L'Associazione Geotecnica Italiana suggerisce di assumere per  $\alpha$  i valori indicati in Tabella 17.5.

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza  $\alpha$  per pali in terreni coesivi saturi

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	$c_u$ (kPa)	$\alpha$	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		$> 75$	0,50	
	Acciaio	$\leq 25$	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		$> 75$	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		$> 75$	0,40	

L'Associazione Americana del Petrolio (A.P.I., 1984) consiglia di utilizzare la seguente relazione ( $c_u$  in kPa):

$$\begin{aligned}
 c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\
 25 < c_u < 75 & \quad \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\
 75 < c_u & \quad \alpha = 0,5
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17.4}$$

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece ( $c_u$  in kPa):

per pali battuti:

$$\begin{aligned}
 c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\
 25 < c_u < 70 & \quad \alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25) \\
 70 < c_u & \quad \alpha = 0,5
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17.5}$$

per pali trivellati:

$$\begin{aligned}
 c_u < 25 & \quad \alpha = 0,7 \\
 25 < c_u < 70 & \quad \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25) \\
 70 < c_u & \quad \alpha = 0,35
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 17.6}$$

### b) Metodo $\beta$

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0} \quad (\text{Eq. 17.7})$$

in cui:

$\sigma'_h$  è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo,

$\sigma'_{v0}$  è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo,

$K$  è un coefficiente di spinta, rapporto fra  $\sigma'_h$  e  $\sigma'_{v0}$ ,

$\tan \delta$  è il coefficiente d'attrito palo-terreno.

$\beta$  è un coefficiente, pari al prodotto  $K \tan \delta$ .

Se l'angolo di attrito palo-terreno,  $\delta$ , fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno,  $\phi'$ , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni nello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \sin \phi') \cdot \text{OCR}^{0,5} \quad \tan \delta = \tan \phi' \quad (\text{Eq. 17.8})$$

Per terreni coesivi l'angolo di resistenza al taglio,  $\phi'$ , è generalmente compreso tra  $20^\circ$  e  $30^\circ$ , per cui, per un terreno N.C., si otterrebbero valori di  $\beta$  compresi tra 0,24 e 0,29.

Risultati sperimentali indicano che:

- per pali infissi in terreni coesivi normalmente consolidati, il coefficiente  $\beta$  risulta compreso tra 0,25 e 0,40 (Figura 17.8), per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto  $\beta = 0,3$ ;
- per pali infissi in terreni coesivi sovraconsolidati, i valori del coefficiente  $\beta$  sono molto più dispersi, (Figura 17.9) ma comunque superiori ai valori ottenibili con le ipotesi dell'eq. (17.8), che possono essere cautelativamente assunti come valori di progetto;
- per pali trivellati in terreni coesivi normalmente consolidati si può fare riferimento, come valore di progetto, a  $\beta = 0,25$ ;
- per pali trivellati in terreni coesivi sovraconsolidati i valori ottenibili con le ipotesi dell'Eq. (17.7) non sono cautelativi, e, come valore di progetto, si può fare riferimento a  $\beta = 0,8$  (Figura 17.10)

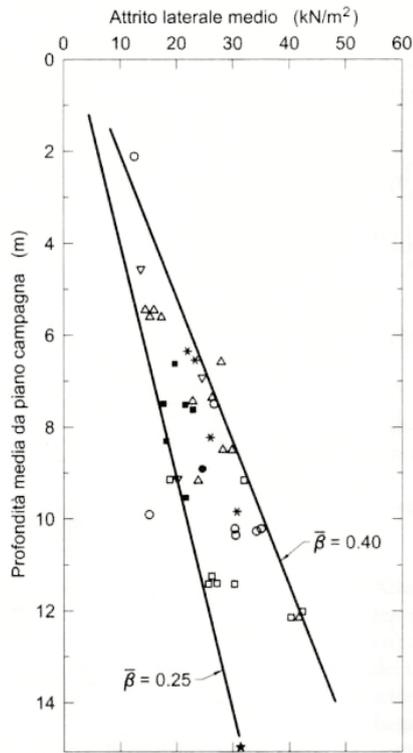


Figura 17.8 – Valori dell’attrito laterale medio,  $\tau_s$ , con la profondità per pali infissi in argille tenere

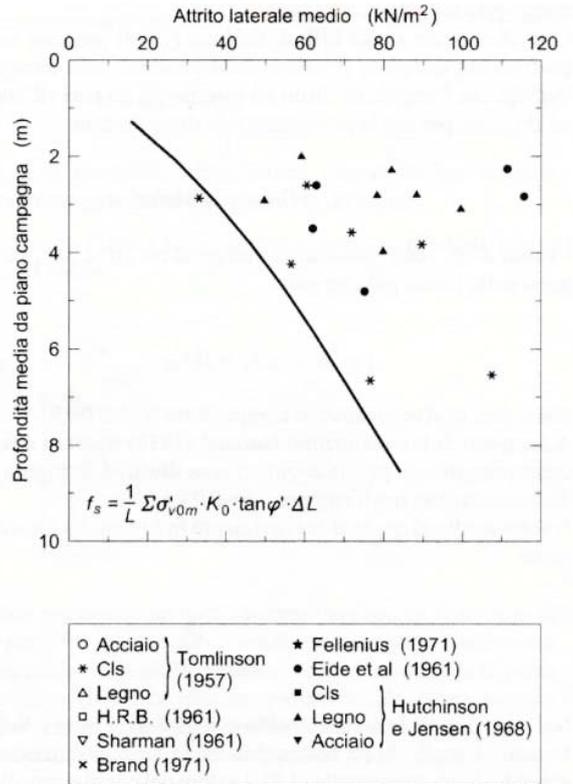


Figura 17.9 - Valori dell’attrito laterale medio,  $\tau_s$ , con la profondità per pali infissi in argille consistenti

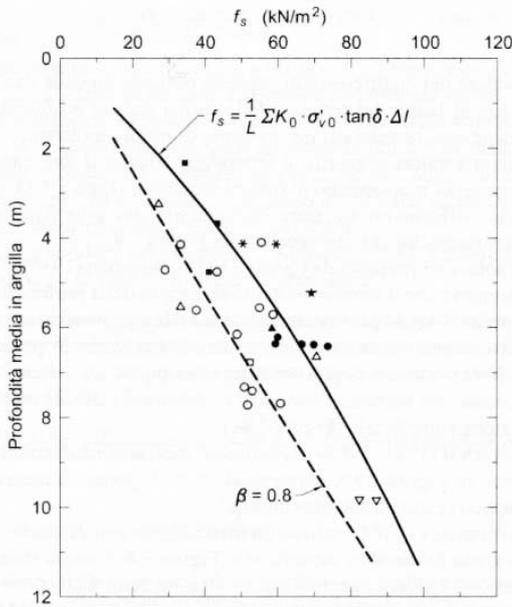


Figura 17.10 - Valori dell’attrito laterale medio,  $\tau_s$ , con la profondità per pali trivellati in argille consistenti

### Stima di $Q_P$

In genere il termine di capacità portante di punta  $Q_P$  di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta (10%-20%) alla capacità portante totale. Per la stima di  $Q_P$  si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali. L'equazione di riferimento è formalmente identica a quella della capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate<sup>2</sup>:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P}) \quad (\text{Eq. 17.9})$$

in cui  $A_P$  è l'area di base del palo,  $q_P$  è la capacità portante unitaria,  $c_u$  è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo,  $\sigma_{v0,P}$  è la tensione verticale totale alla punta, e  $N_c$  è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9. Molto spesso il peso del palo  $W_P$  e il termine  $A_P \sigma_{v0,P}$  sono trascurati, poiché quasi si compensano, e si pone:

$$Q_{LIM} = Q_S + Q_P \quad (\text{Eq. 17.10})$$

e

$$Q_P = 9 c_u A_P \quad (\text{Eq. 17.11})$$

In terreni coesivi sovraconsolidati, e quindi spesso fessurati, è opportuno introdurre un fattore di riduzione  $R_C$  che, secondo Meyerhof, può essere calcolato nel modo seguente, in funzione del diametro  $D$  del palo (in metri):

$$\text{per pali infissi:} \quad R_C = \frac{D + 0,5}{2 \cdot D} \leq 1 \quad (\text{Eq. 17.12})$$

$$\text{per pali trivellati:} \quad R_C = \frac{D + 1}{2 \cdot D + 1} \leq 1 \quad (\text{Eq. 17.13})$$

#### *17.4.2 Palo in terreno incoerente*

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi di elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

### Stima di $Q_S$

Per la stima di  $Q_S$  si applica il metodo  $\beta$ .

Per la scelta dei valori di  $K$  e di  $\tan\delta$  si può fare riferimento alle indicazioni di Tabella 17.6.

Altri autori (Reese e O'Neill, 1988) sulla base di un'analisi di prove di carico su pali strumentati suggeriscono di assumere, per pali trivellati,  $\beta = 0,8$  fino alla profondità di 10 volte il diametro e  $\beta = 0,6$  per profondità maggiori, con la limitazione  $\tau_s \leq 200\text{kPa}$ .

<sup>2</sup> Lo schema di riferimento è però diverso: per le fondazioni superficiali si assume lo schema della striscia indefinita (problema piano) e terreno resistente solo dal piano di fondazione, per le fondazioni profonde si assume lo schema di area circolare (problema a simmetria cilindrica) e terreno resistente sia sopra che sotto il piano di fondazione. Per tale motivo i fattori di capacità portante per fondazioni profonde sono maggiori che per fondazioni superficiali.

Tabella 17.6: Valori di  $K$  e di  $\tan\delta$  per pali di medio diametro in terreno incoerente

	Tipo di palo	Valori di $K$		Valori di $\tan\delta$
		per stato di addensamento		
		sciolto	denso	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan\phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan\phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi'$

Tabella 17.7 - Profondità critica,  $Z_c$ , in funzione dello stato di addensamento della sabbia

Stato di addensamento	$Z_c / D$
Sabbia molto sciolta	7
Sabbia sciolta	10
Sabbia media	14
Sabbia densa	16
Sabbia molto densa	20

L'applicazione dell'Eq. (17.7) per il calcolo delle tensioni tangenziali d'attrito di un palo in terreno sabbioso porta ad assumere una crescita lineare di  $\tau_s$  con la tensione verticale efficace, e quindi con la profondità, che non è in realtà verificata. Probabilmente a causa di fenomeni d'arco (*effetto silo*), la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo  $\sigma'_h$ , e quindi anche  $\tau_s$ , crescono meno che linearmente con la profondità e tendono a stabilizzarsi ad una profondità critica dipendente dal diametro del palo e dallo stato di addensamento del terreno (Tabella 17.7).

### Stima di $Q_p$

La capacità portante di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot \sigma'_{v0,p} \cdot N_q \quad (\text{Eq. 17.14})$$

in cui  $A_p$  è l'area di base del palo,  $q_p$  è la capacità portante unitaria,  $\sigma'_{v0,p}$  è la tensione verticale efficace alla punta,  $N_q$  è un fattore di capacità portante.

Il valore di  $N_q$  dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato. Nelle Figure 17.11 e 17.12 sono rappresentati diversi meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di  $N_q$ .

Come si può notare la dispersione dei valori è molto alta e crescente con il valore dell'angolo di resistenza al taglio. A titolo di esempio per  $\phi' = 35^\circ$  i valori di  $N_q$  proposti dai vari Autori sono compresi tra 55 e 500. Inoltre è molto incerta la scelta del valore di calcolo di  $\phi'$ , sia perché la messa in opera del palo altera le proprietà meccaniche del terreno sia perché la stima di  $\phi'$  in terreni incoerenti è indiretta e affidata a prove in sito, sia

infine perché il valore di  $\phi'$  dipende anche dallo stato tensionale a rottura. In genere si fa riferimento alla curva di  $N_q$  proposta da Berezantzev, che è una delle più cautelative, e ad un angolo di resistenza al taglio di progetto,  $\phi'_d$ , ridotto rispetto al valore di picco stimato.

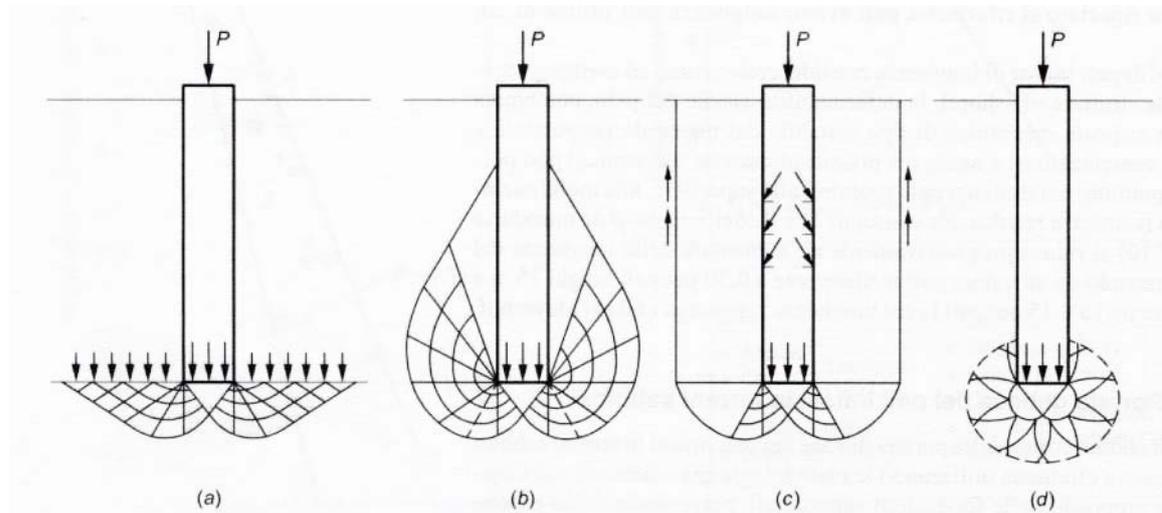


Figura 17.11 – Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantzev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic

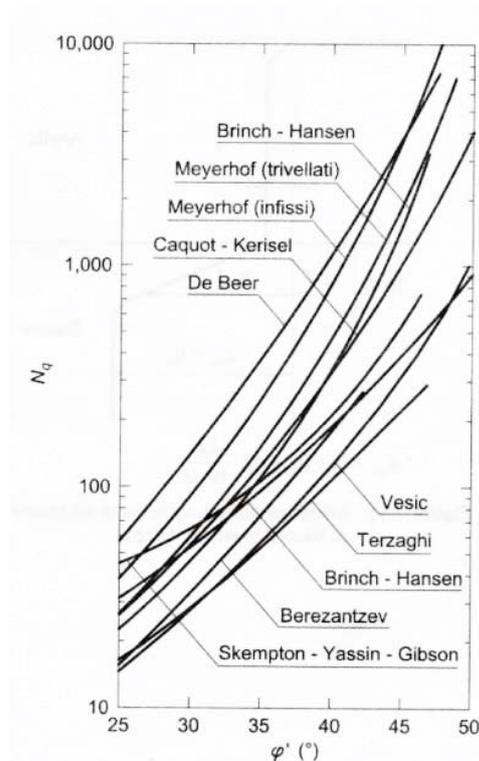


Figura 17.12 – Confronto tra i valori proposti in letteratura per il fattore  $N_q$

Ad esempio, è stato proposto di assumere: per pali battuti:

$$\phi'_d = \frac{\phi' + 40^\circ}{2} \quad (\text{Eq. 17.15})$$

e per pali trivellati:

$$\phi'_d = \phi' - 3^\circ \quad (\text{Eq. 17.16})$$

Una procedura di calcolo suggerita da Fleming et al. (1985) è la seguente:

- si stima un valore di  $\phi'$  sulla base della densità relativa e si determina il corrispondente fattore di capacità portante  $N_q$  secondo Berezantzev,
- si valuta la tensione efficace media nella zona di rottura mediante la relazione:

$$p' = \sigma'_{v0} \cdot \sqrt{N_q} \quad (\text{Eq. 17.17})$$

- si stima un nuovo valore di  $\phi'$  con la relazione:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 3 \cdot [D_R \cdot (10 - \ln p') - 1] \quad (\text{Eq. 17.18})$$

- si calcola il valore aggiornato di  $N_q$  e si ripete la procedura fino a convergenza.

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta, come già è stato detto, per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro.

È pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione formalmente identica alla Eq. (17.14) ma con un coefficiente  $N_q^*$ , inferiore ad  $N_q$  e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta (Figura 17.13).

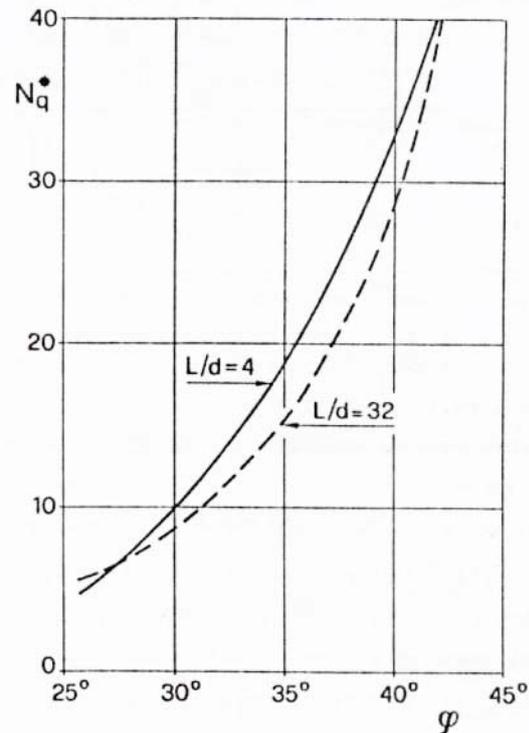


Figura 17.13 – Valori del coefficiente di capacità portante  $N_q^*$  corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta.

### 17.5 Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato mediante formule dinamiche

Durante la messa in opera di pali battuti, ovvero infissi a percussione, l'energia necessaria per affondare il palo è correlata con la resistenza a rottura del sistema palo – terreno. Le formule dinamiche tentano una stima della capacità portante del palo dalla misura dell'energia necessaria per la messa in opera, ovvero mediante un bilancio energetico, assumendo che il lavoro totale del maglio, diminuito del lavoro perduto per deformazioni e dissipato nell'urto, sia pari al prodotto della capacità portante per l'abbassamento del palo (Figura 17.14):

$$L_M = L_u + L_p \quad (\text{Eq. 17.19})$$

in cui

$L_M = \rho \cdot E_M$  è il lavoro motore ( $\rho$  è un coefficiente di efficienza),

$E_M = W \cdot h$  è l'energia fornita da un colpo di maglio ( $W$  è il peso del maglio,  $h$  è l'altezza di caduta libera del maglio),

$L_u = Q_{lim} \cdot \delta$  è il lavoro utile ( $Q_{lim}$  è la capacità portante del palo,  $\delta$  è il rifiuto, ovvero l'abbassamento medio per un colpo di maglio)

$L_p$  è il lavoro dissipato nell'urto (le numerose formule esistenti si differenziano per l'espressione di  $L_p$ ).

Le formule dinamiche, oltre ad essere applicabili ai soli pali battuti, sono poco attendibili come metodo di stima della capacità portante per molti motivi, il principale dei quali è che la resistenza all'infissione del palo non è affatto eguale alla capacità portante del palo in condizioni statiche.

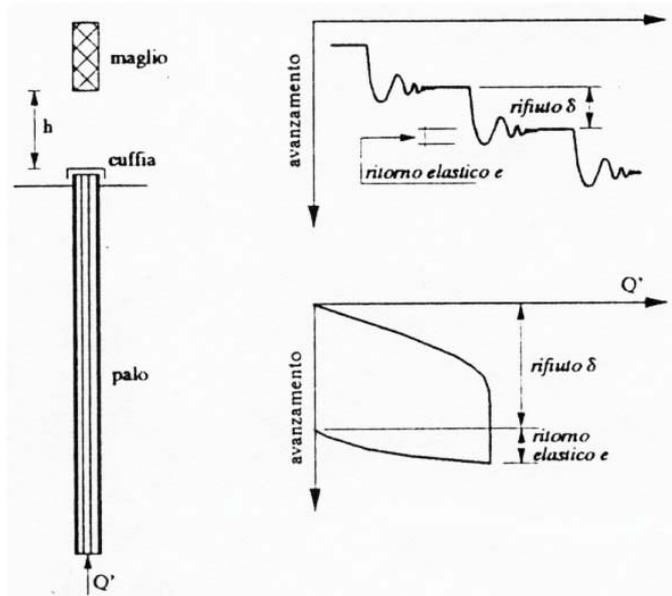


Figura 17.14 – Schema do palo infisso a percussione

Tuttavia sono utili per un controllo di qualità della palificata e di omogeneità del terreno di fondazione.

Esistono molte formule dinamiche, le più note sono:

la **formula di Jambu** (1953)

$$Q_{LIM} = \frac{\rho \cdot E_M}{\delta \cdot k}$$

$$k = C \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C}} \right)$$

$$\lambda = \frac{E_M \cdot L}{A \cdot E \cdot \delta^2}$$

$$C = 0.75 + 0.15 \cdot \frac{W_p}{W}$$

(Eq. 17.20)

e la **formula danese** (1956)

$$Q_{LIM} = \frac{\rho \cdot E_M}{\delta + \sqrt{\frac{\rho \cdot E_M \cdot L}{2 \cdot E \cdot A}}}$$

(Eq. 17.21)

in cui A, E ed L sono rispettivamente l'area della sezione, il modulo di Young e la lunghezza del palo.

## 17.6 Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato dai risultati di prove penetrometriche

I risultati delle prove penetrometriche possono essere utilizzate per la stima della capacità portante dei pali di fondazione sia in modo indiretto, ovvero per determinare i parametri geotecnici da utilizzare nelle formule statiche, sia in modo diretto.

In particolare, la prova penetrometrica statica (CPT), che consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un piccolo palo, può essere considerata come una prova di carico a rottura su un prototipo in scala ridotta del palo da progettare.

In base a tale analogia, ma tenendo anche conto del fatto che il volume di terreno coinvolto nel fenomeno di rottura alla punta è funzione del diametro  $D$  del palo, Meyerhof (1976) suggerisce di stimare la capacità portante unitaria di punta,  $q_p$ , per pali infissi in terreno sabbioso omogeneo, se la lunghezza del palo  $L$  è maggiore della profondità critica,  $Z_c$  nel modo seguente:

$$q_p = q_c \quad (\text{Eq. 17.22})$$

con  $q_c$  valore medio della resistenza penetrometrica di punta fra le profondità  $(L - 4D)$  e  $(L + D)$ . La profondità critica  $Z_c$  è funzione dello stato di addensamento della sabbia, come indicato in Tabella 17.7.

Se lo strato di sabbia in cui si attesta la punta del palo è compreso tra due strati di minore resistenza penetrometrica di punta, il valore di progetto della capacità portante unitaria,  $q_p$ , può essere stimato con le indicazioni di Figura 17.15.

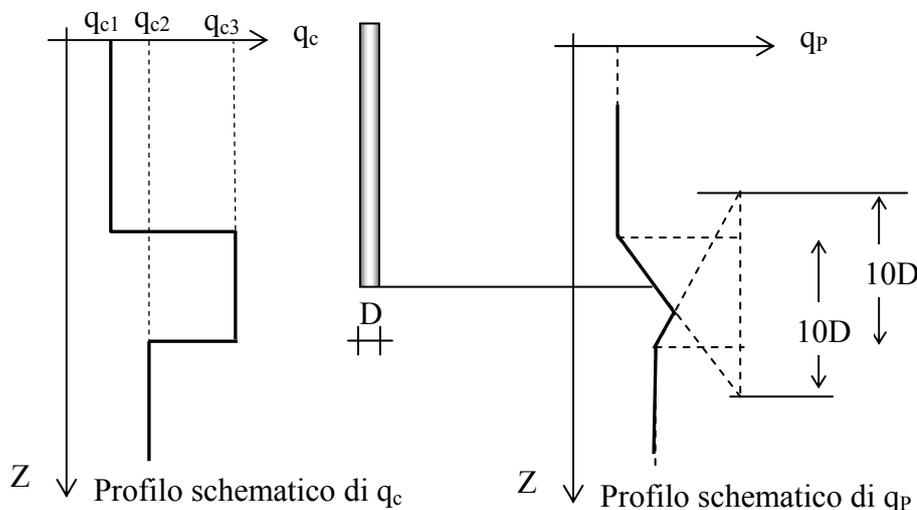


Figura 17.15: Effetto della profondità di immersione sulla capacità portante unitaria di punta

Sempre per pali battuti in terreno incoerente, la tensione tangenziale limite d'attrito lungo il fusto si può assumere pari alla resistenza laterale locale della prova CPT:

$$\tau_s = f_s \quad (\text{Eq. 17.23})$$

oppure si può stimare con riferimento alla resistenza penetrometrica di punta, assumendo:

$$\begin{aligned} \tau_s &= q_c / 200 & \text{se} & & q_c \geq 20 \text{ MPa} \\ \tau_s &= q_c / 150 & \text{se} & & q_c \leq 10 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 17.24})$$

o con l'espressione consigliata dall'AGI (1984), (meno cautelativa della precedente):

$$\tau_s = \alpha q_c \quad (\text{Eq. 17.25})$$

con i valori di  $\alpha$  di Tabella 17.8:

*Tabella 17.8 - Coefficienti  $\alpha$  per la stima di  $\tau_s$  da  $q_c$*

<i>Stato di addensamento</i>	<i><math>\alpha</math></i>
Sabbia molto sciolta	0,020
Sabbia sciolta	0,015
Sabbia media	0,012
Sabbia densa	0,009
Sabbia molto densa	0,007

Anche la prova SPT è utilizzata per la stima della capacità portante di pali infissi in terreno incoerente. A tal fine, Meyerhof suggerisce di assumere:

$$\begin{aligned} q_p \text{ (kPa)} &= 400 N_{\text{SPT}} & \text{per sabbie omogenee, e} \\ q_p \text{ (kPa)} &= 300 N_{\text{SPT}} & \text{per limi non plastici, in cui } N_{\text{SPT}} \text{ è il valore} \\ & & \text{medio fra le profondità } (L - 4D) \text{ e } (L + D) \quad (\text{Eq. 17.26}) \\ \tau_s \text{ (kPa)} &= 2 N_{\text{SPT}} \leq 100 \text{ kPa} & \text{in cui } N_{\text{SPT}} \text{ è il valore medio per l'intera lunghezza } L \end{aligned}$$

Per pali trivellati si possono assumere valori di  $q_p$  e di  $\tau_s$  pari a 1/3 e a 1/2 di quelli corrispondenti ai pali battuti.

## 17.7 Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato dai risultati di prove di carico

La determinazione sperimentale diretta della capacità portante di un palo isolato ottenuta con prova di carico a rottura su pali prototipo strumentati, identici a quelli di progetto, è la migliore delle stime possibili. Tuttavia anche tale tecnica non è esente da incertezza, sia per la variabilità del terreno di fondazione, sia per l'impossibilità di realizzare pali fra loro identici, sia per la dipendenza del comportamento dalle modalità di applicazione del carico.

Le prove di carico sui pali di fondazione possono essere di progetto o di collaudo.

Nel primo caso il palo non appartiene alla fondazione, è appositamente realizzato (spesso con una cura maggiore degli altri) per essere portato a rottura o comunque sottoposto ad un carico pari a tre volte il carico di esercizio, ed è spesso strumentato anche lungo il fusto, allo scopo di stimare separatamente i contributi di attrito laterale e di punta. Le prove

di carico di progetto non sono obbligatorie per legge, ma, se eseguite, consentono di adottare un valore minore del coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura (2 invece di 2,5).

Le prove di carico di collaudo, che per opere di notevole importanza sono obbligatorie per legge nella misura minima dell'1% dei pali in progetto e comunque non meno di 2, si eseguono su pali, già realizzati, appartenenti alla fondazione e scelti a caso.

Il carico massimo applicato durante la prova è di norma pari a 1,5 volte il carico di esercizio, quindi non tale da produrre la rottura, ma è comunque possibile estrapolare dalla curva carico-cedimenti il valore della capacità portante del palo.

In figura 17.16 sono mostrati i possibili schemi di applicazione del carico.

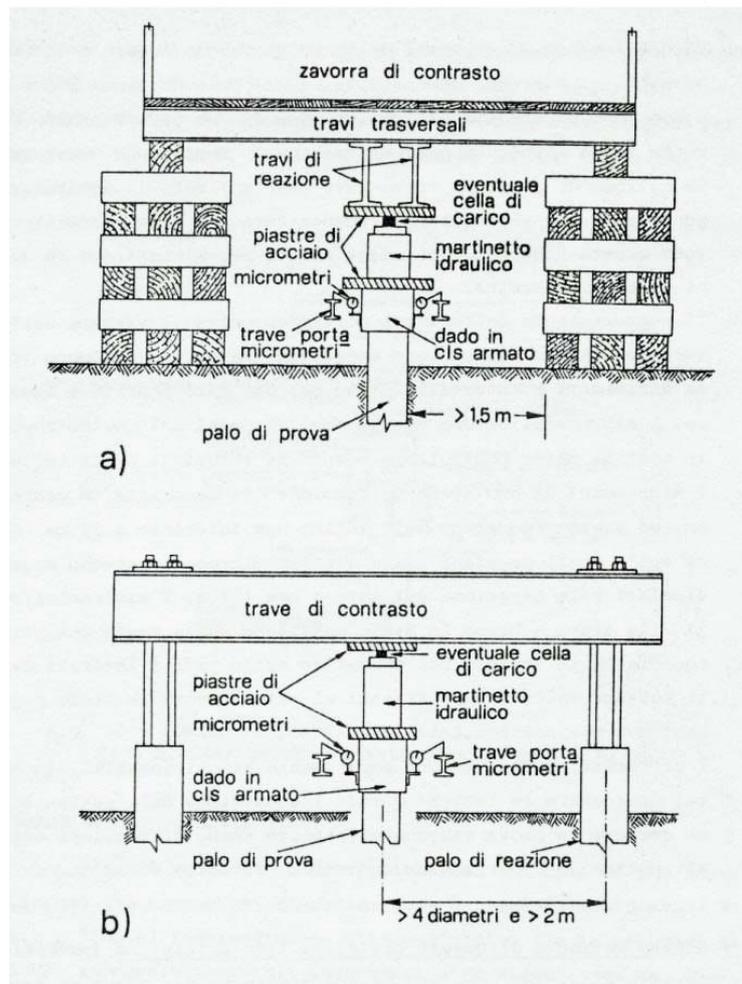


Figura 17.16 – Possibili schemi di applicazione del carico: a) martinetto che contrasta contro una zavorra; b) martinetto che contrasta contro una trave ancorata a pali

Le più usuali modalità di esecuzione della prova sono le seguenti:

- applicazione del carico per incrementi  $\Delta Q \leq 0.25 Q_e$
- durata di applicazione di ciascun incremento di carico che dovrà risultare tale che la velocità di cedimento,  $v$ , sia:

$v \leq 0.01 \text{ mm}/20'$  per pali di piccolo diametro

$v \leq 0.02 \text{ mm}/20'$  per pali di medio diametro

$v \leq 0.03 \text{ mm}/20'$  per pali di grande diametro

I risultati sono presentati come indicato in Figura 17.17.

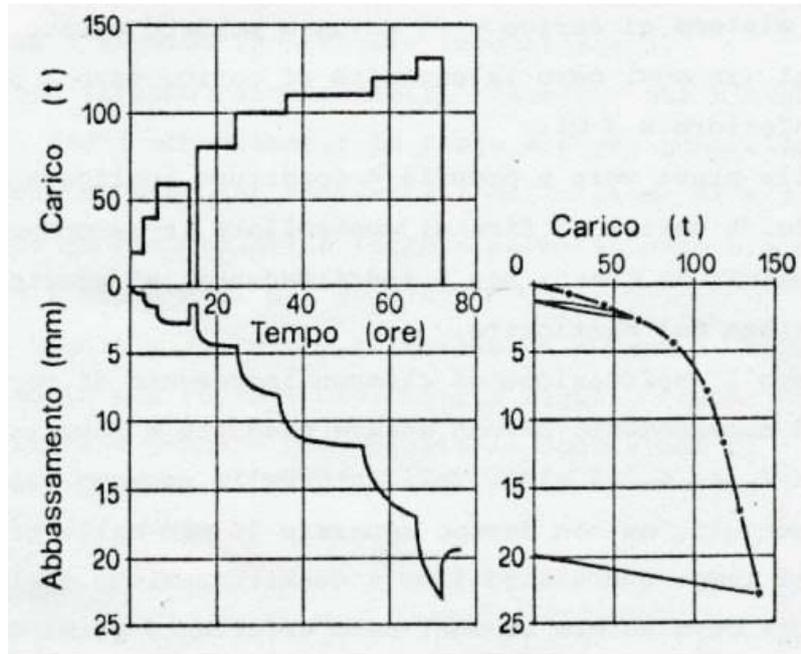


Figura 17.17 – Rappresentazione dei risultati di una prova ad incrementi di carico controllato

Esistono diversi metodi convenzionali per definire la capacità portante di un palo per carico verticale dai risultati di prove di carico di progetto e/o di collaudo:

**1° Metodo convenzionale da prove di progetto:**

- pali battuti:  $Q_{lim} = \text{carico corrispondente a un abbassamento } w = 0,1D$
- pali trivellati:  $Q_{lim} = \text{carico corrispondente a un abbassamento } w = 0,25D$

**2° Metodo convenzionale da prove di progetto:**

$Q_{lim} = \text{carico in corrispondenza del quale il cedimento vale } 2\delta$  essendo  $\delta$  il cedimento per  $Q = 0,9 Q_{lim}$  (Figura 17.18).

**3° Metodo convenzionale da prove di progetto e di collaudo:**

interpolazione iperbolica dei dati sperimentali (Figura 17.19).

$$Q = \frac{w}{m + n \cdot w} \quad Q_{lim} = \frac{0.9}{n} \quad (\text{Eq 17.27})$$

oppure:

$$Q_{lim} = \frac{w_{lim}}{m + n \cdot w_{lim}} \quad (\text{Eq 17.27a})$$

con:

$w_{lim} = 0.10 D$  per pali battuti

$w_{lim} = 0.25 D$  per pali trivellati

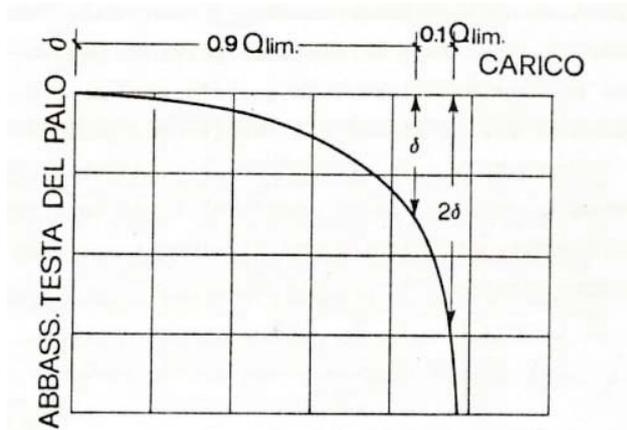


Figura 17.18 – Possibile definizione del carico limite

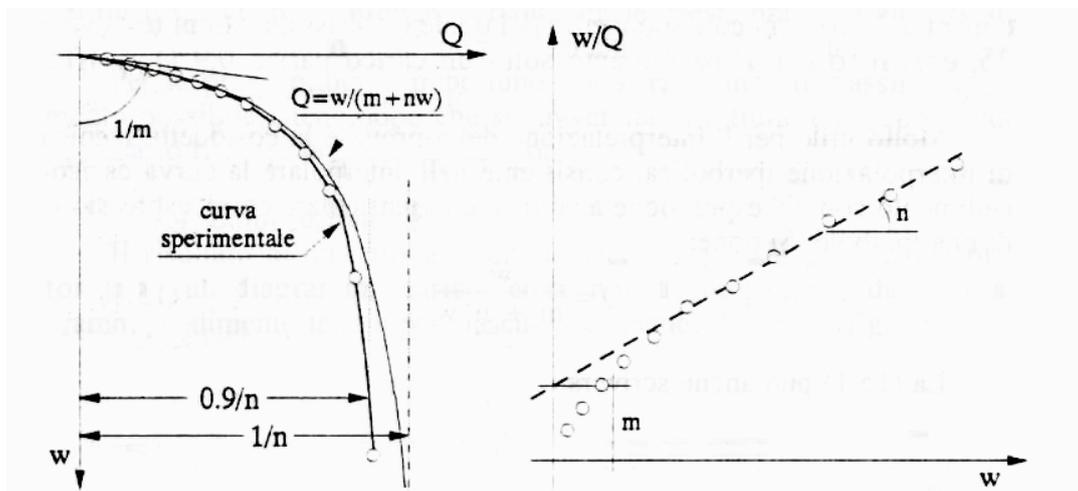


Figura 17.19 – Interpolazione iperbolica dei dati sperimentali carico-cedimenti

**17.8 Coefficiente di sicurezza e carico ammissibile di un palo singolo**

Il carico ammissibile di un palo singolo è ottenuto dividendo la capacità portante del palo stimata con metodi teorici per un coefficiente di sicurezza  $F$  che, secondo la Normativa Italiana ancora vigente, non deve essere minore di 2,5.

Il cedimento del palo corrispondente al carico ammissibile è tale da mobilitare in modo diverso la capacità portante di punta e quella per attrito o aderenza laterale, pertanto al coefficiente di sicurezza globale  $F$  corrispondono coefficienti di sicurezza sui due termini della capacità portante, di punta e di attrito laterale, molto diversi fra loro.

A titolo di esempio consideriamo un palo trivellato di diametro  $D = 60\text{cm}$  e lunghezza  $L = 20\text{m}$ , immerso in un terreno coesivo omogeneo. La resistenza al taglio non drenata media lungo il fusto sia  $c_{u,m} = 50\text{kPa}$ , e il coefficiente di aderenza  $\alpha = 0,75$ , mentre la resistenza al taglio non drenata di progetto alla base sia  $c_{u,b} = 100\text{kPa}$ . Assumiamo per sem-

plicità un comportamento elastico perfettamente plastico sia del termine di aderenza laterale  $Q_S$  che del termine di punta  $Q_P$  della capacità portante  $Q_{LIM}$ . Il cedimento per il quale si mobilita totalmente  $Q_S$  sia  $w_S = 8\text{mm}$  (indipendente dal diametro del palo), mentre il cedimento per il quale si ha la completa mobilitazione di  $Q_P$  sia  $w_P = 0,25 D = 150\text{mm}$ . Il coefficiente di sicurezza sia  $F = 3$ .

Applicando le formule statiche si stima:

$$Q_S = A_S \tau_s = (\pi D L) (\alpha c_{u,m}) = 1413,7\text{kN}$$

$$Q_P = A_P q_p = (\pi D^2/4) (9c_{u,b}) = 254,5\text{kN}$$

$$Q_{LIM} = Q_S + Q_P = 1668,2\text{kN}$$

$$Q_{AMM} = Q_{LIM}/F = 556,1\text{kN}$$

Con le ipotesi fatte (Figura 17.20) il carico ammissibile si ottiene per un cedimento del palo  $w = 3,1\text{mm}$ , cui corrisponde un carico per aderenza laterale  $Q_S/F_S = 550,8\text{kN}$  ed un carico alla base  $Q_P/F_P = 5,3\text{kN}$ , ovvero coefficienti di sicurezza rispettivamente  $F_S = 2,57$  e  $F_P = 48,13$ . In pratica cioè, in condizioni di esercizio, il palo lavora quasi solo per aderenza laterale.

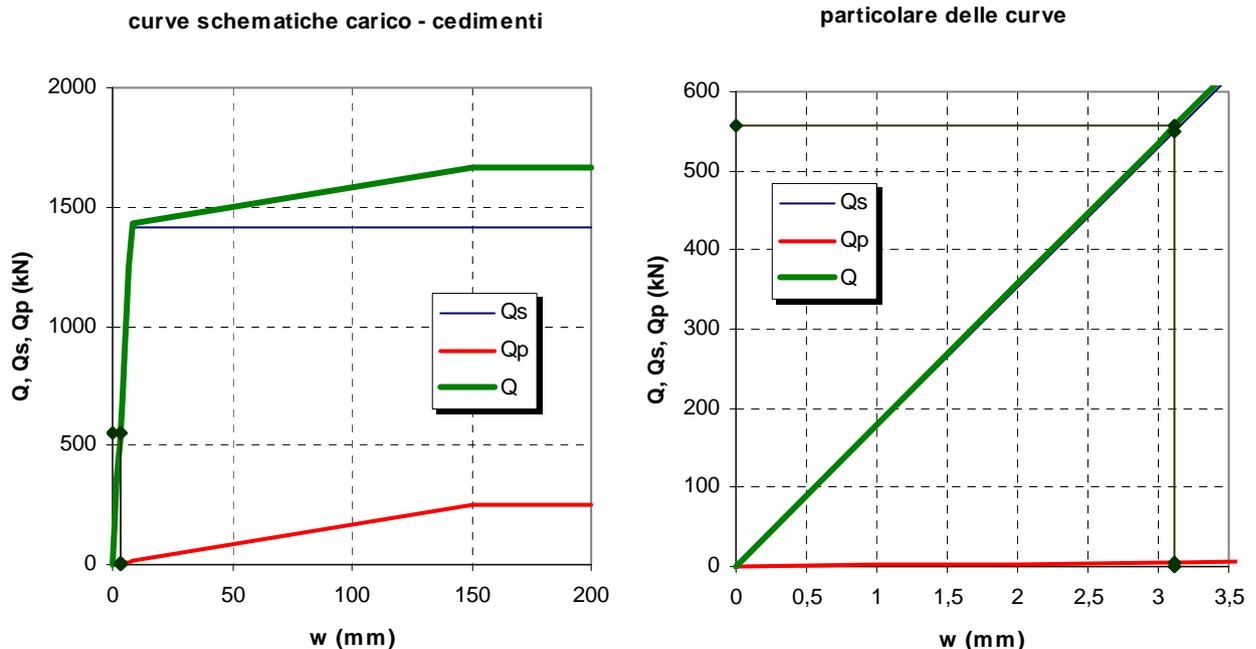


Figura 17.20 - Curve schematiche carico-cedimenti relative all'esempio considerato

Infine occorre notare che molto spesso i pali di una fondazione sono collegati in testa da una struttura (plinto, trave o platea) che appoggia sul terreno. Le pressioni di contatto fra tale struttura e il terreno contribuiscono alla capacità portante del sistema di fondazione ma, di norma, sono trascurate.

## 17.9 Capacità portante di pali in gruppo

Molto spesso i pali di fondazione sono utilizzati in gruppo. La distanza minima fra i pali di un gruppo non dovrebbe essere inferiore a tre volte il diametro. A causa dell'interazione fra i pali costituenti un gruppo, il comportamento di un palo del gruppo, sia in termini di rigidezza sia in termini di resistenza, non è eguale al comportamento del palo isolato. L'interazione fra i pali del gruppo dipende da molti fattori, i principali dei quali sono la distanza fra i pali, le modalità di messa in opera dei pali, la natura del terreno di fondazione, l'entità dei carichi applicati, il tempo.

Si definisce *efficienza* del gruppo di pali il rapporto tra il carico limite del gruppo  $Q_{LIM,G}$  e la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono:

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{\sum Q_{LIM}} \quad (\text{Eq. 17.28})$$

L'efficienza del gruppo può essere maggiore, eguale o minore di 1, ma la Normativa impone di assegnare a  $E_G$  valori non superiori ad 1.

Valori orientativi dell'efficienza di un gruppo di pali in terreni incoerenti sono indicati in Tabella 17.9.

Tabella 17.9 - Valori orientativi dell'efficienza di un gruppo di pali in terreni incoerenti

<i>Tipo di palo</i>	<i>i/D</i>	<i>E<sub>G</sub></i>
infisso	< 6	> 1 (si assume = 1)
trivellato	< 6	0,67 - 1
qualsiasi	> 6	1

L'efficienza di un gruppo di pali in terreno coesivo, se la struttura di fondazione non interagisce con il terreno, è di norma assunta pari ad 1 per interassi superiori a 8 volte il diametro e compresa tra 1 e 0,6 in caso contrario. Se la struttura di fondazione interagisce con il terreno, il carico limite di un gruppo di pali in terreno coesivo, e quindi portanti prevalentemente per aderenza o attrito laterale, è di norma assunto pari al minore fra i due seguenti valori:

- la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono (ovvero  $E_G = 1$ ),
- la capacità portante di un blocco avente altezza pari alla lunghezza dei pali e base delimitata dal perimetro del gruppo.

La capacità portante del blocco è data dalla relazione:

$$Q_B = B_B \cdot L_B \cdot c_{ub} \cdot N_c + 2 \cdot (B_B + L_B) \cdot L \cdot c_{um}$$

$$N_c = 5.14 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B_B}{L_B}\right) \cdot \left(1 + \frac{L}{12 \cdot B_B}\right) \quad (\text{Eq. 17.29})$$

con la limitazione:  $\left(1 + \frac{L}{12 \cdot B}\right) \leq 1,5$

essendo:

$B_B$  e  $L_B$  le dimensioni in pianta del blocco rettangolare equivalente,

$L$  l'altezza del blocco pari alla lunghezza dei pali,

$c_{ub}$  e  $c_{um}$  la resistenza al taglio non drenata rispettivamente alla profondità della base e media lungo il fusto dei pali.

### 17.10 Progetto e verifica delle fondazioni su pali secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008

Le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC-08) al § 6.4.3 **Fondazioni su pali**, recitano:

*“Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.*

*Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2<sup>3</sup>, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.*

*In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.*

*Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.*

*Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.*

*In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti  $M$  del caso M1 della Tab. 6.2.II.<sup>4</sup>*

#### 6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

*Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.*

<sup>3</sup> Il § 6.2.2. delle NTC-08 è dedicato a “Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica”

<sup>4</sup> I coefficienti  $M$  del caso M1 della Tab. 6.2.II sono tutti pari ad uno.

*Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.*

*Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.*

*Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:*

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;*
  - *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;*
  - *collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;*
  - *stabilità globale;*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - *raggiungimento della resistenza dei pali;*
  - *raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,*

*accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.*

*La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:*

- *Combinazione 2: (A2+M2+R2)*

*tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali<sup>5</sup>.*

*Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:*

*Approccio 1:*

- *Combinazione 1: (A1+M1+R1)*
- *Combinazione 2: (A2+M2+R2)<sup>6</sup>*

*Approccio 2:*

$$(A1+M1+R3)$$

*Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente R non deve essere portato in conto.*

#### **6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali**

*Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.*

<sup>5</sup> Le Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I sono riportate nel capitolo 14.

<sup>6</sup> Il testo delle NTC-08 contiene un refuso: nella Combinazione 2 - Approccio 1 devono essere usati i coefficienti M1 (tutti pari ad 1) e non M2

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
	$\gamma_R$									
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
  - metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
  - risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).
- (a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.9)$$

Tabella 6.4.III: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero  $n$  di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\} \quad (6.2.12)$$

Tabella 6.4.V: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

### 6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali<sup>7</sup>

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della Tab. 6.4.VI.

<sup>7</sup> I pali soggetti a carichi trasversali non sono oggetto delle presenti dispense. L'argomento è trattato in altro corso. Tuttavia per completezza si riportano i paragrafi delle NTC-08 relativi anche a tale argomento.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{tr,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{tr,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

#### 6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### 6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.2.1)<sup>8</sup> sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia garantito con il contributo anche dei pali, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2 del § 6.4.2.1 prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

<sup>8</sup>  $E_d \leq R_d$

*Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.*

*Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.*

*Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:*

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*

- *collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;*
- *collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;*
- *stabilità globale;*

- *SLU di tipo strutturale (STR)*

- *raggiungimento della resistenza dei pali;*
- *raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,*

*accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.*

*Nelle verifiche SLU di tipo geotecnico, la resistenza di progetto  $R_d$  della fondazione mista si potrà ottenere attraverso opportune analisi di interazione o sommando le rispettive resistenze caratteristiche e applicando alla resistenza caratteristica totale il coefficiente parziale di capacità portante ( $R_3$ ) riportato nella Tab. 6.4.I.*

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE ( R1 )	COEFFICIENTE PARZIALE ( R2 )	COEFFICIENTE PARZIALE ( R3 )
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### **6.4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste**

*L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7)<sup>9</sup>.*

*La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.*

<sup>9</sup>  $E_d \leq C_d$

#### **6.4.3.5 Aspetti costruttivi**

*Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.*

#### **6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali**

*In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.*

*Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.*

*Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.*

#### **6.4.3.7 Prove di carico**

##### **6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota**

*Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.*

*L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.*

*Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.*

*Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.*

*Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.*

*La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ( $d < 80$  cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).*

*Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'extrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.*

*Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.*

*Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.*

#### **6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera**

*Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.*

*In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.*

*Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:*

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore  $5 + n/500$ , se il numero  $n$  di pali è superiore a 500.

*Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.”*

17.10.3 Esempio di verifica geotecnica di fondazioni su pali secondo la normativa italiana ancora vigente (D.M. 11/03/1988) e secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-08)

**Esempio 1**

Progetto di un palo a compressione da prove di carico statico su pali pilota.

terreno di fondazione: argilla limosa sovraconsolidata con ciottoli e ghiaia

pali ad elica continua di lunghezza  $L = 23,5\text{m}$  e diametro:  $d = 0,8\text{m}$

Carico permanente verticale caratteristico:  $G_k = 2,27\text{ MN}$

Carico accidentale verticale caratteristico:  $Q_k = 0,57\text{ MN}$

numero di prove di carico:  $n = 3$

Curve carico-cedimento

Palo No 1			Palo No 2			Palo No 3		
Q	w	w/Q	Q	w	w/Q	Q	w	w/Q
(MN)	(mm)	(mm/MN)	(MN)	(mm)	(mm/MN)	(MN)	(mm)	(mm/MN)
0,00	0,00		0,00	0,00		0,000	0,000	
0,71	0,90	1,261	0,71	0,59	0,827	0,714	0,610	0,855
1,43	1,56	1,095	1,44	1,28	0,885	1,428	1,470	1,030
2,14	2,76	1,289	2,15	2,10	0,975	2,141	2,890	1,350
2,86	4,57	1,601	2,86	3,01	1,052	2,855	3,888	1,362
3,57	6,98	1,955	3,57	4,15	1,161	3,569	5,434	1,522
4,28	10,29	2,403	3,93	4,71	1,199	4,283	6,726	1,570
5,00	16,04	3,210	4,28	5,38	1,256	4,997	8,141	1,629
5,71	25,25	4,422	4,64	6,16	1,327	5,506	11,680	2,121
			5,02	7,33	1,460	5,863	24,016	4,096
			5,35	8,55	1,596	6,118	34,380	5,619
			5,71	10,10	1,768	6,373	41,008	6,434
			6,07	12,01	1,979	6,883	58,325	8,474
			6,78	16,55	2,440			
			7,29	21,08	2,892			
			7,80	26,63	3,413			

Stima della resistenza con il metodo dell'iperbole di Chin:  $Q = w / (m + nw)$

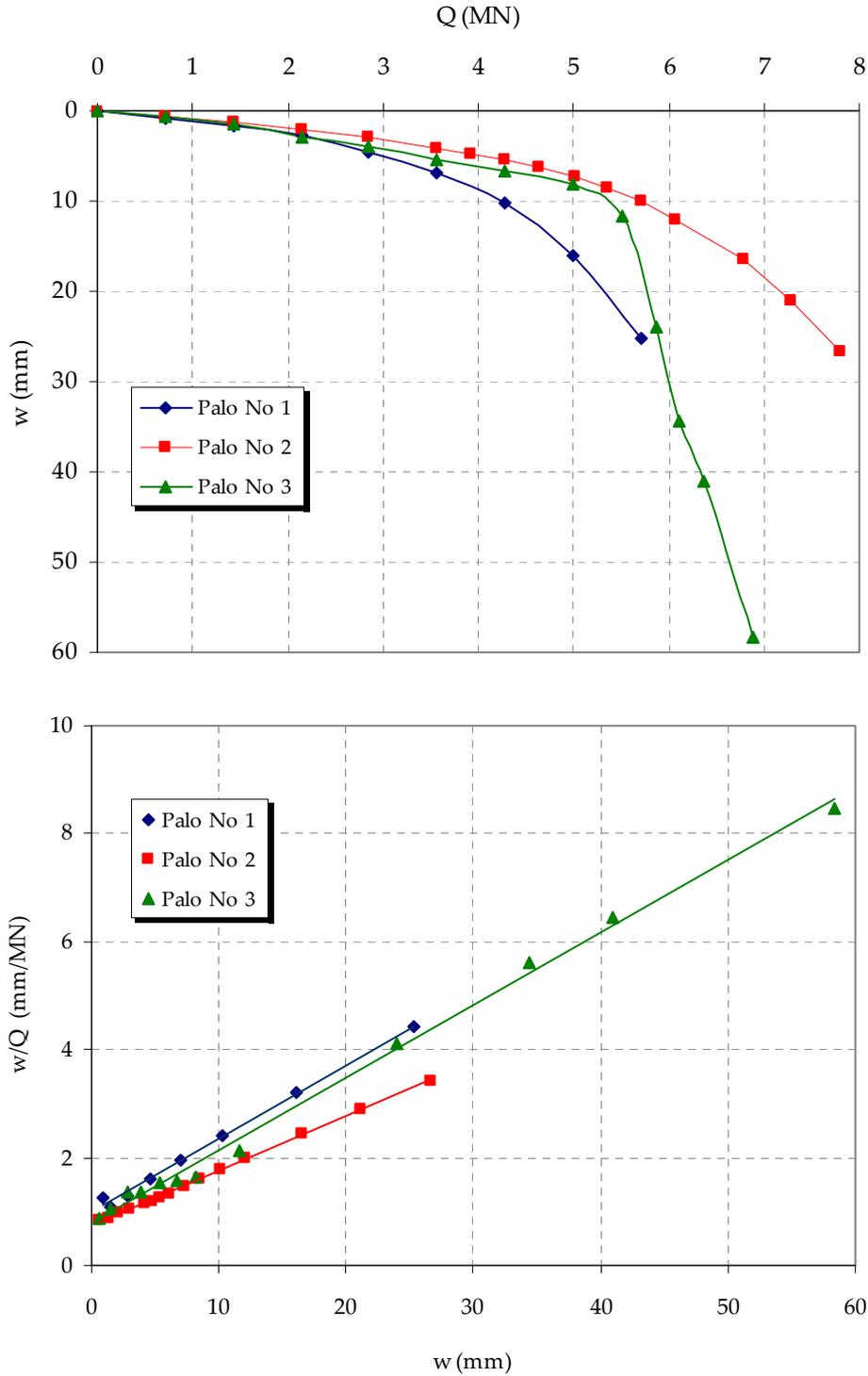
(Il metodo di stima utilizzato non è prescritto dalla Normativa)

Prova	1	2	3	
m =	0,9863	0,7424	0,7716	mm/MN
n =	0,1367	0,101	0,135	MN <sup>-1</sup>
R <sup>2</sup> =	0,9956	0,9992	0,0063	
w <sub>lim</sub> (1) =	57,721	58,804	45,724	mm
Q <sub>lim</sub> (1) =	6,50	8,80	6,58	MN
Q <sub>lim</sub> (2) =	6,58	8,91	6,67	MN
Q <sub>lim</sub> =	6,54	8,86	6,63	MN

Si stima il valore limite  $Q_{lim}$  di ciascuna prova di carico come media fra i valori stimati con i due seguenti metodi convenzionali:

1° metodo:  $Q_{lim}(1)$  è il carico in corrispondenza del quale il cedimento vale  $w_{lim}(1)$  essendo  $w_{lim}(1)/2$  il cedimento per  $Q = 0,9 Q_{lim}(1)$ . Ciò equivale ad assumere  $w_{lim}(1) = 8 \text{ m/n}$

2° metodo:  $Q_{lim}(2) = 0,9/n$ .



**Verifiche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008**

$$R_{m1} = 6,54 \text{ MN}$$

$$R_{m2} = 8,86 \text{ MN}$$

$$R_{m3} = 6,63 \text{ MN}$$

$$\text{Resistenza media } (R_m)_{\text{media}} = 7,34 \text{ MN}$$

$$\text{Resistenza minima } (R_m)_{\text{min}} = 6,54 \text{ MN}$$

da Tabella 6.4.III

Fattori di correlazione per  $N = 3$  prove di carico

$$\xi_1 = 1,2 \quad (R_m)_{\text{media}} / \xi_1 = 6,12 \text{ MN}$$

$$\xi_2 = 1,05 \quad (R_m)_{\text{min}} / \xi_2 = 6,23 \text{ MN}$$

Valore caratteristico della resistenza:  $R_{c,k} = 6,12 \text{ MN}$

Verifica di collasso (SLU) per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali (GEO)

**Approccio 1 - Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)**

$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$  valore di progetto dell'azione

$\gamma_G = 1$  (da Tabella 6.2.I colonna A2)

$\gamma_Q = 1,3$  (da Tabella 6.2.I colonna A2)

$$E_d = 3,01 \text{ MN}$$

$R_d = R_{c,k} / \gamma_t$  valore di progetto della resistenza:

$\gamma_t = 1,55$  (da Tabella 6.4.II colonna R2 - pali ad elica continua)

$$R_d = 3,95 \text{ MN}$$

$$E_d \leq R_d \quad 3,0 < 3,9 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$R_d / E_d = 1,311 > 1$$

**Approccio 2 (A1 + M1 + R3)**

$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$  valore di progetto dell'azione

$\gamma_G = 1,3$  (da Tabella 6.2.I colonna A1)

$\gamma_Q = 1,5$  (da Tabella 6.2.I colonna A1)

$$E_d = 3,81 \text{ MN}$$

$R_d = R_{c,k} / \gamma_t$  valore di progetto della resistenza:

$\gamma_t = 1,25$  (da Tabella 6.4.II colonna R3 - pali ad elica continua)

$$R_d = 4,89 \text{ MN}$$

$$E_d \leq R_d \quad 3,8 < 4,9 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$R_d / E_d = 1,286 > 1$$